

Article, Published Version

Holzlhöner, Ulrich

Einfluß des Bodens beim Schiffsstoß auf Bauwerke

Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/102773>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Holzlhöner, Ulrich (1995): Einfluß des Bodens beim Schiffsstoß auf Bauwerke. In: Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau 72. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau. S. 21-37.

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



Einfluß des Bodens beim Schiffsstoß auf Bauwerke

U. Holzlöhner

Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin

1 Problemstellung

1.1 Veranlassung

Standssicherheit und Funktionsfähigkeit von Bauwerken werden üblicherweise mit einer Statischen Berechnung nachgewiesen. Für das Problem "Schiffsstoß auf Bauwerke" ist die rein statische Betrachtungsweise offenbar nicht ausreichend. Hinsichtlich der Bauwerke der Bundeswasserstraßen stellte sich deshalb die Frage, wie die bisher üblichen Berechnungsverfahren modifiziert und erweitert werden müssen, um dem Lastfall "Schiffsstoß" gerecht zu werden. In Hinblick auf dieses Ziel beauftragte die Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, die Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin, die Grundlagen des Einflusses des Bodens zusammenzustellen und, falls notwendig, durch eigene Arbeiten zu ergänzen. Die Ergebnisse wurden in einem umfangreichen Bericht, Holzlöhner et al. (1994), niedergelegt, aus dem hier auszugsweise berichtet wird.

1.2 Schiff und Bauwerk

Die Stoßkraft vom Schiff auf das Bauwerk resultiert aus den Trägheitskräften beim Abbremsen des Schiffs. Bei vorgegebener Masse und Geschwindigkeit hängt der Stoßkraftverlauf von den Last-Verformungseigenschaften von Schiff und Bauwerk ab. Maßgebend ist hierbei der jeweilige Verformungsweg der beiden Strukturen. Ufereinfassungen und Brückenpfeiler sind in der Regel sehr steif, d. h. die Bauwerksverformungen sind klein gegen die Schiffsverformungen. Für diesen "Stoß auf ein starres Bauwerk" liegen für die einzelnen Schiffstypen zeitliche Stoßkraftverläufe vor, die auch in diesem Bericht zugrundegelegt werden. Bei weicheeren Bauwerksstrukturen wie Dalben, Schutzbauwerken und Böschungen beeinflusst das Bauwerk den Stoßkraftverlauf. Gegenüber dem starren Bauwerk treten kleinere maximale Kräfte auf.

Das Auflaufen des Schiffs auf eine Böschung wird in diesem Beitrag nicht behandelt.

1.3 Bauwerk und Baugrund als Unterstrukturen

Stößt ein Schiff gegen einen Brückenpfeiler, wird das gesamte Bauwerk einschließlich Gründung beansprucht. Das Verhalten der Brücke als elastisches System kann heute routinemäßig berechnet werden. Unsicherheiten bestehen hinsichtlich der Bodenreaktion, insbesondere, wenn die Standssicherheit gefährdet ist. In diesem Bericht wird vorwiegend die Bodenreaktion behandelt. Ziel ist es, das Verhalten der Unterstruktur "Baugrund" derart zu beschreiben, daß das Gesamtsystem behandelt werden kann.

2 Besonderheiten des Lastfalls Schiffsstoß

2.1 Der Stoßvorgang

Den "Schiffsstoß" kann man in "Stoßphase", "Entlasten" und "Nachschwingen" gliedern. Unter "Stoßphase" soll der Zeitraum verstanden werden, in dem das Schiff Kräfte in das Bauwerk einleitet, s. Bild 1. Hierbei wird der Boden vorwiegend plastisch deformiert, und

es stellt sich die Frage der Standsicherheit. Während des anschließenden Entlastens und Nachschwingens geht der Verformungsprozeß des Bauwerks weiter, wobei der Boden nicht mehr so stark beansprucht wird und deshalb möglicherweise andere Bodenmodelle gelten, siehe Abschnitt 3. In diesem Beitrag wird die Stoßphase besonders eingehend betrachtet.

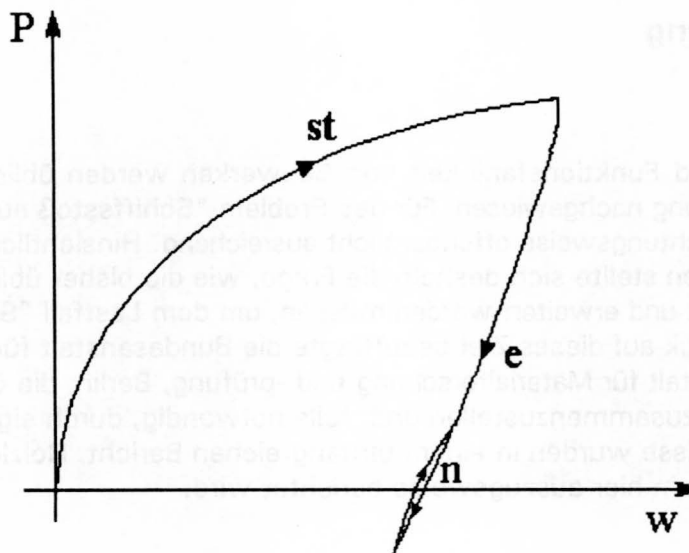


Bild 1 Bodenbeanspruchung beim Schiffsstoß auf ein Bauwerk
st Stoßphase, e Entlastung, n Nachschwingen

Manche Bauwerke wie Dalben und Kaimauern werden beim An- und Ablegen planmäßig durch gewisse Stöße belastet. In diesem Beitrag wird der unplanmäßige, die Tragfähigkeit des Bauwerks gefährdende Stoß betrachtet.

2.2 Einfluß der Zeit

Der Schiffsstoß ist ganz sicher ein Problem, bei dem die Zeit einen Einfluß hat. Diese Einflüsse betreffen das Materialverhalten und das Systemverhalten. Grundsätzlich kann das Material auf eine schnelle Laständerung anders reagieren als auf eine langsame, insbesondere bei wassergesättigten Erdstoffen.

Beim Stichwort "Systemverhalten" denkt man vielleicht sofort an "Dynamik". Wann ist ein Problem "dynamisch"? Wenn Trägheitskräfte eine Rolle spielen. Ein Beispiel ist der "Sand-sack", der der schlagenden Faust eines Boxers erheblichen Widerstand entgegensetzt, statisch aber leicht mit einem Finger aus seiner Ruhelage ausgelenkt werden kann. In diesem Sinn entsteht der Schiffsstoß gerade durch die Trägheitskräfte der Schiffsmasse; ob auch die Trägheitskräfte von Bauwerk und Boden eine Rolle spielen, wird zu untersuchen sein.

Ein anderer zeitabhängiger Systemeffekt wird vom Porenwasser verursacht. Hier wird öfter als in der Statik mit undrainierten Verhältnissen zu rechnen sein.

2.3 Einfluß von Zwängen auf den Bruchmechanismus

Eine charakteristische Eigenschaft des Bodens - auch bei statischer Belastung - ist der große Einfluß von Zwängen auf den Bruchmechanismus und damit auf den Bruchwiderstand. Bild 2 zeigt fünf Systeme, geordnet nach dem Grad des Zwanges, wenn bis zum Bruch be-

lastet wird. Bei der Mantelreibung am Pfahl besteht praktisch kein Zwang für den umgebenden Boden. Bei der gegen den Boden verschobenen Wand kann der Boden in Form eines Gleitkeils nach oben ausweichen. Der bestehende Zwang äußert sich in der Aktivierung des Erdwiderstands. Beim Flachfundament sind die Zwänge noch größer, weil die ausweichenden Bodenmassen umgelenkt werden müssen. Am Pfahlfuß erzwingt der auflagernde Boden einen räumlich eng begrenzten Bruch. Bei der Zusammendrückung einer dünnen Schicht, extrem realisiert im Ödometer, ist Ausweichen des Bodens total verhindert. Im Gegensatz zu den anderen vier Systemen reagiert der Boden deshalb auf Laststeigerung mit kontinuierlicher Zunahme der Steifigkeit.

Bei den vier Systemen mit "endlichem Zwang" (a bis d) stellt sich der Bruchmechanismus so ein, daß der Widerstand ein Minimum wird. Beim Mantelreibungspfahl erfolgt der Bruch in etwa entlang des Pfahlmantels. Bei den Systemen "Wand", "Fundament" und "Pfahlfuß" entstehen Gleitkörper im Boden.

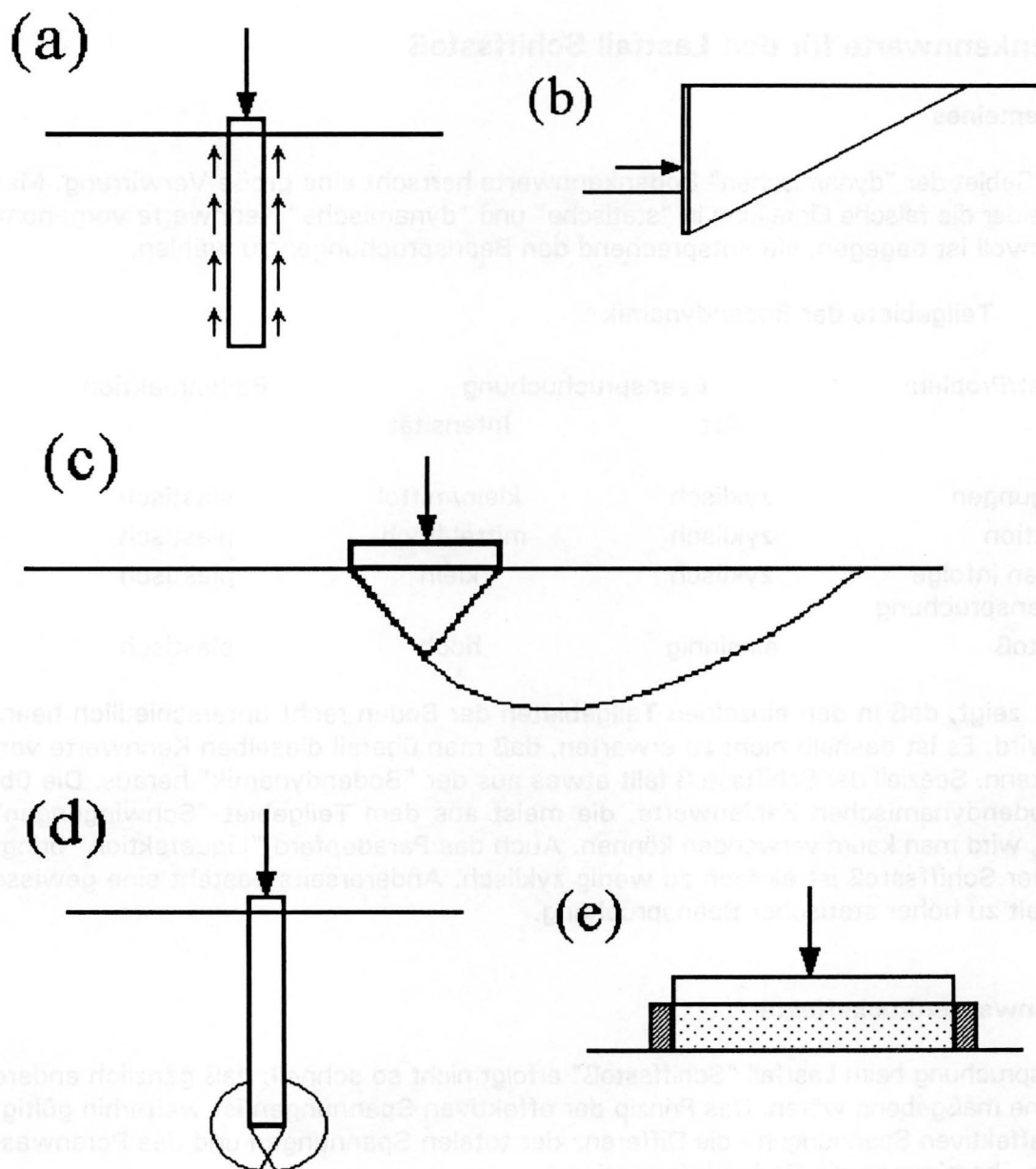


Bild 2 Einfluß von Zwängen auf Bodendeformation und Bruchmechanismus
a) Mantelreibung am Pfahl, b) Erdwiderstand einer Wand,
c) Flachfundament, d) Spitzendruck am Pfahl, e) Ödometer

Werden die Lasten statisch aufgebracht, bestimmt neben Bodeneigenschaften das Eigengewicht Form und Abmessungen der Gleitkörper. Schnellere Belastung erzeugt im wassergesättigten Boden zusätzlich Porenwasserdruckkräfte und eventuell auch Trägheitskräfte der ausweichenden Bodenmassen. Hierdurch ist grundsätzlich mit einer Veränderung des Bruchmechanismus zu rechnen, der sich so einstellt, daß der Widerstand ein Minimum annimmt. Auch die Tendenz kann man angeben: Bei Vorhandensein von Trägheitskräften werden die Gleitkörper kleiner und die Widerstände größer ausfallen. In Fallversuchen ist z.B. beobachtet worden, daß die verdrängten Bodenmassen viel kleiner waren als bei statischen Grundbruchversuchen; die Widerstände waren dagegen größer.

Im ausführlichen Bericht, Holzlöhner et al. (1994), finden sich weitere Hinweise zum Einfluß von Porenwasserdruck- und Trägheitskräften auf den Bruchmechanismus und auf die Standsicherheitsberechnung.

3 Bodenkennwerte für den Lastfall Schiffsstoß

3.1 Allgemeines

Auf dem Gebiet der "dynamischen" Bodenkennwerte herrscht eine große Verwirrung. Man hat hier leider die falsche Einteilung in "statische" und "dynamische" Kennwerte vorgenommen. Sinnvoll ist dagegen, sie entsprechend den Beanspruchungen zu wählen.

Tabelle 1 Teilgebiete der Bodendynamik

Teilgebiet/Problem	Beanspruchung		Bodenreaktion
	Art	Intensität	
Schwingungen	zyklisch	klein/mittel	elastisch
Liquefaktion	zyklisch	mittel/hoch	plastisch
Setzungen infolge zykl. Beanspruchung	zyklisch	klein	plastisch
Schiffsstoß	einsinnig	hoch	plastisch

Tabelle 1 zeigt, daß in den einzelnen Teilgebieten der Boden recht unterschiedlich beansprucht wird. Es ist deshalb nicht zu erwarten, daß man überall dieselben Kennwerte verwenden kann. Speziell der Schiffsstoß fällt etwas aus der "Bodendynamik" heraus. Die üblichen bodendynamischen Zahlenwerte, die meist aus dem Teilgebiet "Schwingungen" stammen, wird man kaum verwenden können. Auch das Paradeferd "Liquefaktion" bringt wenig: Der Schiffsstoß ist einfach zu wenig zyklisch. Andererseits besteht eine gewisse Ähnlichkeit zu hoher statischer Beanspruchung.

3.2 Porenwasserdruckeffekte

Die Beanspruchung beim Lastfall "Schiffsstoß" erfolgt nicht so schnell, daß gänzlich andere Phänomene maßgebend wären. Das Prinzip der effektiven Spannungen ist weiterhin gültig, d. h. die effektiven Spannungen - die Differenz der totalen Spannungen und des Porenwasserdrucks - bestimmen die Bodendeformation.

Skempton (1954) beschreibt die Änderung des Porenwasserdrucks Δu infolge der Änderungen der totalen Spannungen $\Delta \sigma_i$ im axialsymmetrischen Spannungszustand unter undrainierten Bedingungen durch

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)], \quad (1)$$

v. Soos (1980). Hierbei erfaßt B den Einfluß der hydrostatischen Spannungsänderung und A den der Änderung der Hauptspannungsdifferenz.

Werte für die Porenwasserdruckbeiwerte B und A sind in vielen Standardwerken wiedergegeben, v. Soos (1980), Lamb & Whitman (1969), Head (1982). Für Sättigung ist $B = 1$; bei Untersättigung nimmt der Wert von B stark ab. A ist meistens kleiner als 1; im Bruchzustand hat A, insbesondere für überkonsolidierte Böden, oft kleine oder sogar negative Werte.

Tabelle 2 Porenwasserdruckparameter beim Bruch A_f für dilatante Böden nach Skempton (1954), s. auch Head (1982)

Bodenart	A_f
Ton-Kies, verdichtet	-0,25 bis +0,25
schwach überkonsolidierter Ton	0 bis +0,5
stark überkonsolidierter Ton	-0,5 bis 0

A hängt von der Volumenänderung ab. $A < 1/3$ bedeutet Volumenvergrößerung, wie sie bei einigen Böden bei Annäherung an den Bruch auftritt. Volumenvergrößerung hat im wassergesättigten Boden negative Porenwasserdruckänderungen und ein Anwachsen von effektiven Spannungen und der Scherfestigkeit zur Folge. Für den Lastfall Schiffsstoß ist gerade dieses "dilatante" Verhalten interessant. Die Werte der Tabelle 2 zeigen, daß bei einigen Böden $A_f < 1/3$ zu erwarten ist.

Die Porenwasserdruckbeiwerte werden in der Regel bei statischer oder langsamer Belastung verwendet. Deshalb findet man in der Fachliteratur nur Zahlenwerte für wenig durchlässige Böden. Der Schiffsstoß belastet dagegen den Boden so schnell, daß auch im dilatanten Sand der undrainierte Zustand maßgebend sein kann und damit Porenwasserunterdrücke auftreten können, s. Abschnitt 4.2.

3.3 Elastische Bodenkennwerte

Elastische Bodenkenngrößen werden meist für Schwingungsprobleme verwendet. Für das elastische Materialmodell werden die beiden elastischen Kenngrößen Schubmodul G und Poissonzahl definiert. Um dem Erdstoff besser gerecht zu werden, wird zunächst eine hysteretische, also geschwindigkeits- oder frequenzunabhängige Materialdämpfung D eingeführt. Sie ist über den komplexen Schubmodul

$$\bar{G} = (1 + 2iD) \cdot G \quad (2)$$

definiert, der in den Berechnungen verwendet wird, Haupt (1986a).

Die Bodenschwingungen umfassen Probleme mit sehr unterschiedlichen Bodendeformationen: von Erschütterungsausbreitung bis zu Erdbeben. Für den ganzen Bereich wird das Modell des modifizierten elastischen Materials zugrundegelegt, wobei Schubmodul und Dämpfung von der dynamischen Scherdehnungsamplitude abhängig angesetzt werden. Hiermit werden auch größere Dehnungen beschrieben und Dämpfungswerte bis 30 % ver-

wendet. Obwohl bei großen Erdstoffdehnungen die plastischen Vorgänge überwiegen, hat sich das modifizierte elastische Modell bewährt.

Obwohl es immer wieder suggeriert wird, Empfehlungen AK 9 (1992), gibt es keinen Unterschied zwischen "statischen" und "dynamischen" Moduln. Die Modulwerte hängen allein von den Beanspruchungen ab: vom Spannungszustand und von der Dehnungsamplitude, siehe auch Tabelle 1.

3.4 Bodenkennwerte für hohe, kurzzeitige Beanspruchung und Einfluß des Porenwassers

Diese Beanspruchung ist für den Lastfall Schiffsstoß maßgebend.

Sand

Whitman & Healy (1962) haben die Scherfestigkeit von Sand in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit untersucht. Die Triaxialversuche zeigten, daß der Reibungswinkel mit der Belastungsgeschwindigkeit eher ab- als zunimmt. Diese Änderung schien jedoch für den ausgiebig untersuchten Ottawa Sand weniger als 1° zu betragen, so daß sie für praktische Zwecke zu vernachlässigen ist.

Wichtig ist dagegen, daß beim Abscheren infolge der Volumenvergrößerung des Sandes im undrainierten Zustand ein hoher Porenwasserunterdruck erzeugt wird. Hierdurch nehmen die Scherfestigkeit und die Steifigkeit erheblich zu. Schon bei mitteldichter Lagerung tritt dieser Effekt auf. Ob der Zustand drainiert oder undrainiert ist, hängt von den Entwässerungsbedingungen des betrachteten Systems oder Bauwerks ab, s. Abschnitt 4.2.

Bindige Böden

Bei bindigen Böden ist im Lastfall Schiffsstoß immer die undrainierte Scherfestigkeit maßgebend. Wie Tabelle 2 zeigt, kann auch bei einigen bindigen Bodenarten bei Annäherung an den Bruch $A_f < 1/3$ sein, also Dilatanz und damit Porenwasserunterdruck entstehen. Für steifplastische und weichere Tone hat Leinenkugel (1976) nur eine viskose Festigkeit, ohne jeden Reibungsanteil, festgestellt. Für diese Böden stellt sich die Frage, ob bei schneller Belastung wegen dieser viskosen Bodeneigenschaften höhere Festigkeiten auftreten.

Gudehus & Leinenkugel (1978) gehen von dem "statischen" Grundwert von $\dot{\epsilon}_\alpha = 1 \text{ \%}/\text{h} = 1,67 \cdot 10^{-4} \text{ min}^{-1}$ aus. Mit dieser Stauchungsgeschwindigkeit ergibt sich aus dem undrainierten Triaxialversuch die undrainierte Kohäsion $c_{u\alpha}$. Bei größerer Stauchungsgeschwindigkeit ergibt sich unabhängig vom Verformungszustand der Scherwiderstandszuwachs $\Delta\tau$

$$\frac{\Delta\tau}{c_{u\alpha}} = I_{v\alpha} \ln(\dot{\epsilon} / \dot{\epsilon}_\alpha). \quad (3)$$

Hierbei hängt der Viskositätsindex $I_{v\alpha}$ von der Fließgrenze ab.

Für Schiffsstoß mag eine Stauchungsgeschwindigkeit von $\dot{\epsilon} = 1 \text{ \%}/\text{s}$ zutreffen. Für einen als Beispiel angenommenen Viskositätsindex von $I_{v\alpha} = 4,4 \text{ \%}$ ergibt sich nach Gleichung (3) die Scherfestigkeitserhöhung

$$\frac{\Delta\tau}{c_{u\alpha}} = 4,4 \cdot \ln 3600 = 36\% \quad (4)$$

bezogen auf die Scherfestigkeit bei $\dot{\epsilon}$. Entsprechend steigt die Steifigkeit an.

Der Ansatz von Gudehus & Leinenkugel (1978) stimmt tendenziell mit Ergebnissen überein, die andere Autoren an wassergesättigten, bindigen Böden beobachteten. Casagrande & Shannon (1948) stellten an Ton-Triaxialproben für Belastungszeiten zwischen 500 s und 0,01 s eine Festigkeitserhöhung um den Faktor 1,5 bis 2 und eine Erhöhung des Deformationsmoduls um den Faktor 2 fest. Isenberg (1972) gibt einen Faktor 2 von dynamischer Scherfestigkeit und Sekantenmodul zu den jeweiligen statischen Werten für verschiedene Tone an. "Dynamisch" bedeutet hier eine Belastungszeit von wenigen Millisekunden. Dayal & Allen (1975) beobachteten, daß die Sondierwiderstände im Ton bei hohen Eindringgeschwindigkeiten bis zum Zweifachen des Widerstands bei sehr kleinen Geschwindigkeiten betragen. In trockenem Sand haben die Autoren keine Abhängigkeit des Sondierwiderstands von der Eindringgeschwindigkeit festgestellt.

Fels

Nach Isenberg (1972) steigt die Scherfestigkeit von trockenem Fels für Dehnungsgeschwindigkeiten kleiner als 100 % / s nur wenig mit der Dehnungsgeschwindigkeit an. Gestein, dessen Poren und Klüfte mit Wasser gefüllt sind, scheint wie wassergesättigter Boden im Bruchzustand von effektiven Spannungen regiert zu sein, Isenberg (1972). Schon für kleine Dehnungsgeschwindigkeiten tritt "dilatancy hardening" auf. Diese Festigkeitserhöhung ist analog der von wassergesättigten, undrainierten Sandproben. Fecker und Reick (1987) zitieren aus einer japanischen Quelle, nach der die Gesteinsfestigkeit für verschiedene Gesteinsarten um 10 % bis 100 % bei Anwachsen von $\dot{\epsilon} = 10^{-3} \text{ s}^{-1}$ bis 10 s^{-1} ansteigt. Über den Wassergehalt wird hier nichts mitgeteilt.

4 Bauwerke unter Schiffsstoß

Im ausführlichen Bericht, Holzlöhner et al. (1994), werden vier Bauwerkstypen untersucht: Hinterfüllte Wand, Brückenpfeiler, Dalben und Pfahlrostbauwerk. Über die drei erstgenannten werden hier einige Ergebnisse mitgeteilt.

4.1 Hinterfüllte Wand

4.1.1 Problemstellung

In Bild 3 ist eine hinterfüllte Wand skizziert, wie sie als Ufereinfassung oft verwendet wird. Da sie sowohl als Spundwand als auch als Stahlbetonwand ausgeführt werden kann, ist neben dem Widerstand des Bodens bei Schiffsstoßbelastung auch die Trägheit der Bauwerksmassen zu berücksichtigen. Im Extremfall könnte das Stützbauwerk ein schweres Widerlager sein.

Das Verhalten der Stützwand bei Schiffsstoß könnte sich von dem bei statischer Belastung hinsichtlich folgender Punkte unterscheiden:

- Anzusetzende Bodenkennwerte
- Einfluß von Trägheitskräften
- Infolge von Trägheitskräften veränderter Bruchmechanismus
- Rückwirkung der Steifigkeit der Wand auf die Belastung

Der erste Punkt, Bodenkennwerte, wurde bereits in Abschnitt 3 behandelt. Über die anderen Punkte konnte aus der Fachliteratur keine ausreichende Information gewonnen

werden. Deshalb wurde im ausführlichen Bericht, Holzlöhner et al. (1994), das System mit folgenden Idealisierungen untersucht: Eine starre, nur parallel verschiebbliche Wand wird gegen eine homogene Hinterfüllung gedrückt und es wird eine ebene Gleitfuge nach Coulomb ohne Wandreibung angenommen. Für die Mobilisierung des Erdwiderstandes mit der Verschiebung wurden die Untersuchungen von Vogt (1984) zugrundegelegt.

Die Untersuchung ergab zunächst, daß sich der Bruchmechanismus bei Schiffsstoß kaum anders als im statischen Fall einstellt. Nur wenn man von Coulombs Monolith abgeht und zusätzlich eine Zusammendrückung zuläßt, erhält man einen gewissen Einfluß. Aufgrund dieser Ergebnisse wurden die weiteren Untersuchungen mit dem statischen Bruchmechanismus durchgeführt.

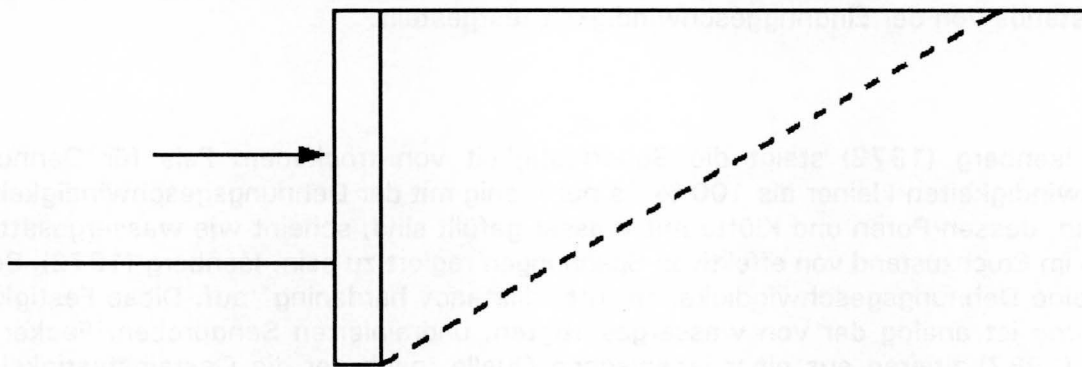


Bild 3 Schiffsstoß auf eine Stützwand. Idealisiertes System

4.1.2 Vergleich der Ergebnisse mit denen eines elastisch-plastischen Schwingers

Biggs (1964) berechnete die Stoßantwort eines elastisch-plastischen Schwingers. Bild 4 zeigt zunächst die Impulsform und die Federkennlinie, die bis zur Verschiebung y_{el} elastisch verläuft. In Bild 4 ist die Maximalverschiebung y_m , bezogen auf die "elastische" Verschiebung y_{el} , über der Stoßzeit t_d aufgetragen. Die Stoßzeit ist auf die Periode T des Systems, wenn es im elastischen Bereich schwingt, bezogen. Parameter ist R_m/F_1 , das Verhältnis von maximalem statischen Widerstand zur maximalen Last. Für $R_m/F_1 \geq 1$ ist das System "statisch standsicher"; deshalb könnte man R_m/F_1 als "Statische Sicherheit" bezeichnen.

Beim Schiffsstoß auf eine Stützwand sind Last- und Widerstandsfunktionen komplizierter und die Masse ist während des Stoßvorgangs veränderlich. Entsprechend wurden die eigentlichen Berechnungen durchgeführt. Setzt man jedoch näherungsweise

$$m = m_{75}; \quad R_m = E_{p,75}; \quad y_{el} = w_{s,75}, \quad (5)$$

kann man die Rechenergebnisse für die Stützwand in Bild 4 eintragen. Hierbei sind m die Masse von Stützwand und mobilisiertem Boden und w_s die Wandverschiebung bei statischer Aufbringung der maximalen Last. Der Index 75 bezeichnet jeweils den Zustand, in dem 75 % des Erdwiderstandes E_p der Hinterfüllung mobilisiert ist. Es wurde der Europa-leichter II a mit einer Masse von 1940 t und einer Breite von 11,4 m, wenn dieser mit einer Geschwindigkeit von 4,3 m/s gegen eine starre Wand fährt, betrachtet.

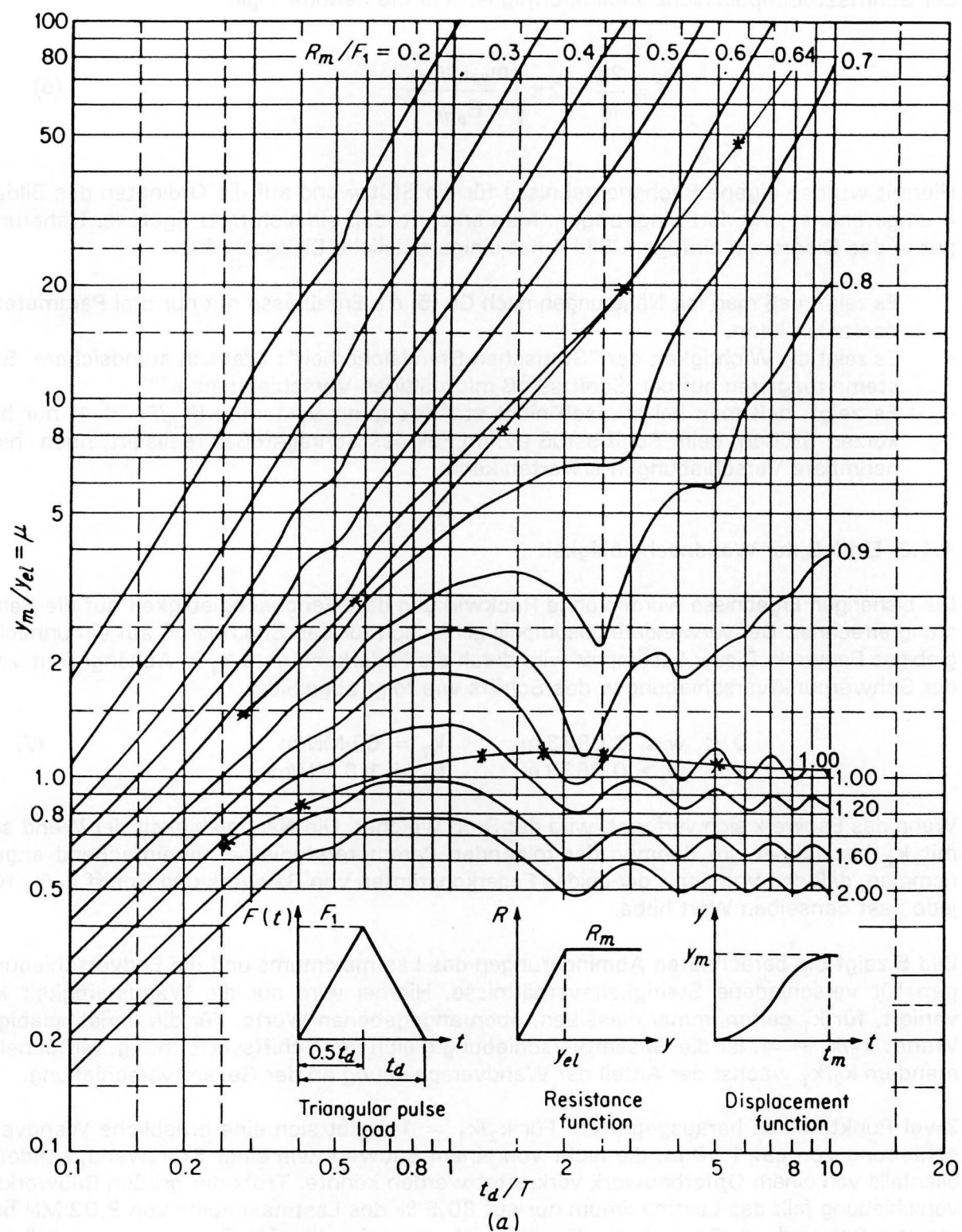


Bild 4 Maximalverschiebungen eines stoßerregten elastisch-plastischen Schwingers nach Biggs (1964). Hinzugefügt sind die berechneten maximalen Wandverschiebungen der Reihe 4 ($R_m/F_1 = 0,64$) und der Reihe 5 ($R_m/F_1 = 1,0$)

Für F_1 wird die hierbei auftretende maximale Lastordinate von 9,02 MN angesetzt, obwohl der Schiffsstoßimpuls nicht dreieckförmig ist. Für die Periode T gilt

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{m_{75} \cdot w_{s,75}}{E_{p,75}}} \quad (6)$$

Hiermit wurden eigene Rechenergebnisse für die Stützwand auf die Ordinaten des Bildes 4 umgerechnet und dort eingetragen. Man erkennt, daß sie sich trotz rigoroser Näherung gut in das Diagramm einfügen. Bild 4 hat einige nützliche Eigenschaften:

- Es zeigt, daß man mit Näherungen nach Gl. (5) die Ergebnisse mit nur drei Parametern darstellen kann.
- Es zeigt die Wichtigkeit der "Statischen Standsicherheit": Statisch standsichere Systeme reagieren auf den Schiffsstoß mit mäßigen Verschiebungen.
- Es zeigt, daß man bei statisch nicht standsicheren Systemen ($R_m/F_1 < 1$) nur bei kurzen Stößen, beim Schiffsstoß ev. im Fall des Schrägstoßes realisiert, noch hinnehmbare Verschiebungen erwarten kann.

4.1.3 Einfluß der Wandnachgiebigkeit

Die bisherigen Ergebnisse wurden ohne Rückwirkung der Wandnachgiebigkeit auf die Belastung errechnet. Der verwendete Lastimpuls gilt jedoch für den Schiffsstoß auf ein unnachgiebiges Bauwerk. Dieser Lastimpuls wird durch die Federkonstante k_1 in Abhängigkeit von der Schwerpunktverschiebung w des Schiffs wie folgt abgebildet

$$\begin{aligned} 0 \leq w \leq 0,0833 \text{ m} & \quad k_1 = 60 \text{ MN/m} \\ w > 0,0833 \text{ m} & \quad k_1 = 1,6 \text{ MN/m} \end{aligned} \quad (7)$$

Wenn das Bauwerk sich verformt, wird der Stoß weicher. Die Nachgiebigkeit der Wand sei mit k_2 bezeichnet. Im Rahmen der folgenden Parameterstudie sei vereinfachend angenommen, daß das Verhältnis der beiden Federkonstanten von Bauwerk und Schiff k_2/k_1 für jede Last denselben Wert habe.

Bild 5 zeigt die berechneten Abminderungen des Lastmaximums und die Endverschiebungen für verschiedene Steifigkeitsverhältnisse. Hierbei wird nur die Wandsteifigkeit k_2 variiert, für k_1 gelten immer dieselben, oben angegebenen Werte. Für die unnachgiebige Wand, $k_2/k_1 \rightarrow \infty$, ist die Gesamtverschiebung gleich der Schiffsverformung. Mit abnehmendem k_2/k_1 wächst der Anteil der Wandverschiebung an der Gesamtverschiebung.

Zwei Punkte seien herausgegriffen: Für $k_2/k_1 = 1$ ergibt sich eine erhebliche Wandverschiebung von ca. 1,50 m, die nicht von einem Bauwerk wie einer Stützwand, sondern allenfalls von einem Opferbauwerk verkraftet werden könnte. Trotz der großen Bauwerksverschiebung fällt das Lastmaximum nur auf 80,5 % des Lastmaximums von 9,02 MN bei starrem Bauwerk ab. Für $k_2/k_1 = 9$ ergibt sich zwar eine für eine Spundwand erträgliche Wandverschiebung von ca. 0,27 m, das Lastmaximum ist aber nur auf 96,4 % abgefallen. Selbst für eine relativ nachgiebige Spundwand ermäßigt sich also das Lastmaximum nur wenig, wenn realistische Verschiebungen von statisch standsicheren Wänden betrachtet werden.

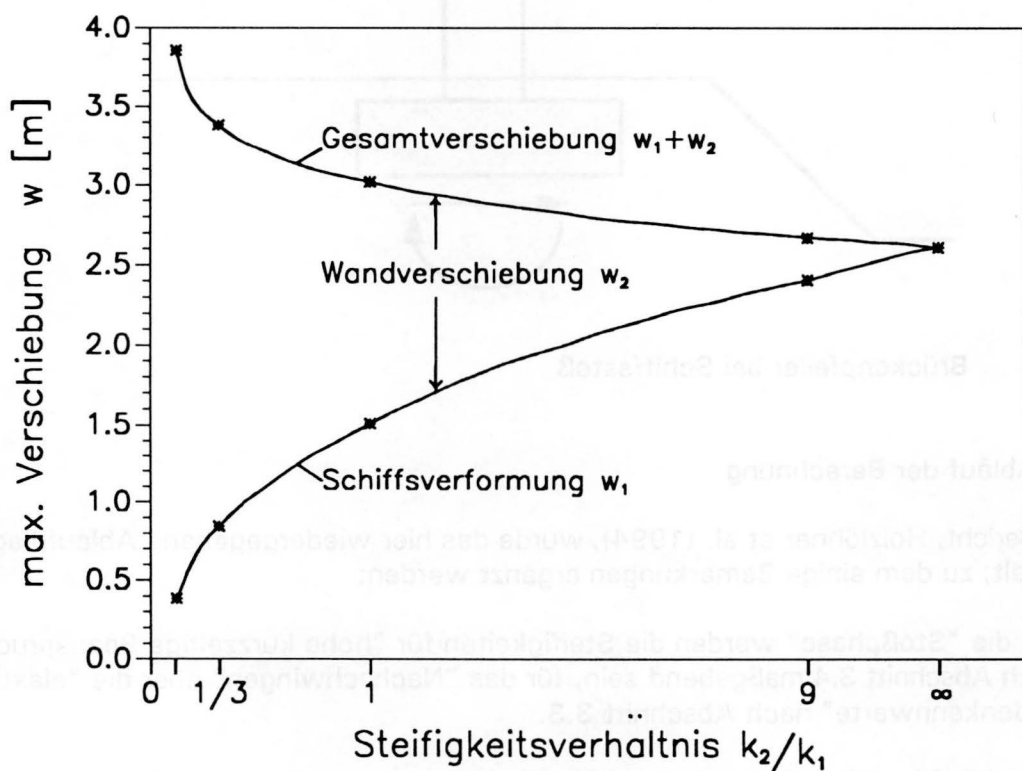
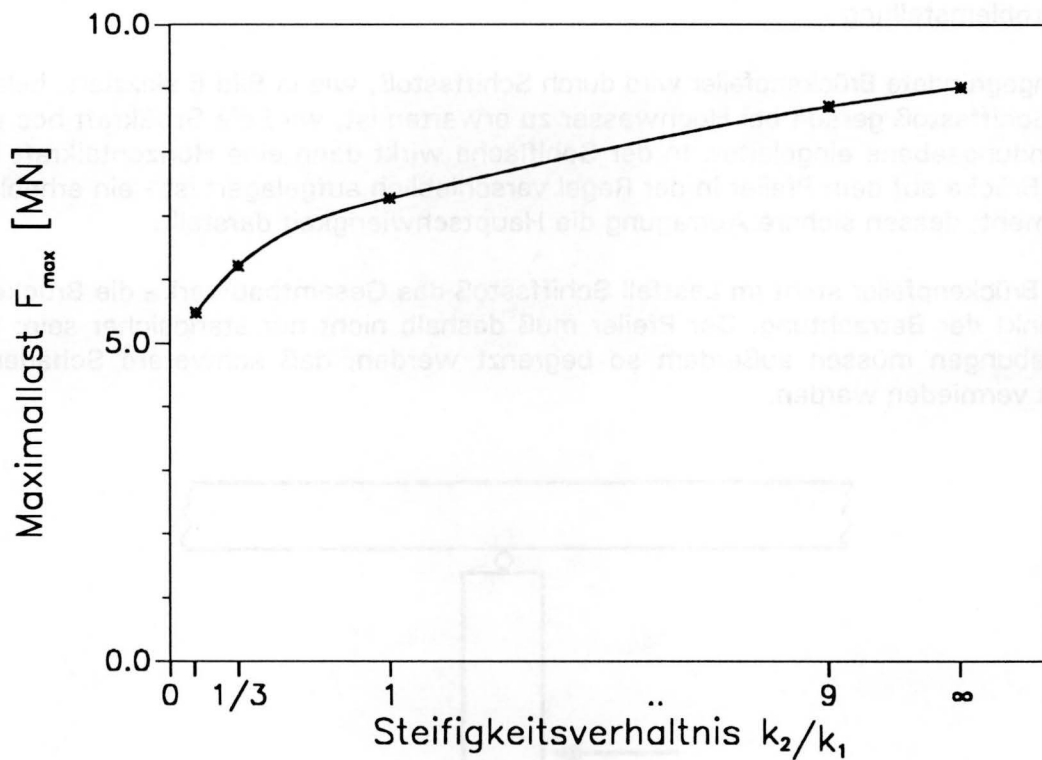


Bild 5 Schiffsstoß auf eine nachgiebige Wand. Abminderung des Lastmaximums und Verschiebungen bei verschiedenen Steifigkeitsverhältnissen

4.2 Flachgegründeter Brückenpfeiler

4.2.1 Problemstellung

Der flachgegründete Brückenpfeiler wird durch Schiffsstoß, wie in Bild 6 skizziert, belastet. Da der Schiffsstoß gerade bei Hochwasser zu erwarten ist, wird die Stoßkraft hoch über der Gründungsebene eingeleitet. In der Sohlfläche wirkt dann eine Horizontalkraft und - weil die Brücke auf dem Pfeiler in der Regel verschieblich aufgelagert ist - ein erhebliches Kippmoment, dessen sichere Abtragung die Hauptschwierigkeit darstellt.

Bei dem Brückenpfeiler steht im Lastfall Schiffsstoß das Gesamtbauwerk - die Brücke - im Mittelpunkt der Betrachtung. Der Pfeiler muß deshalb nicht nur standsicher sein; seine Verschiebungen müssen außerdem so begrenzt werden, daß schwere Schäden am Überbau vermieden werden.

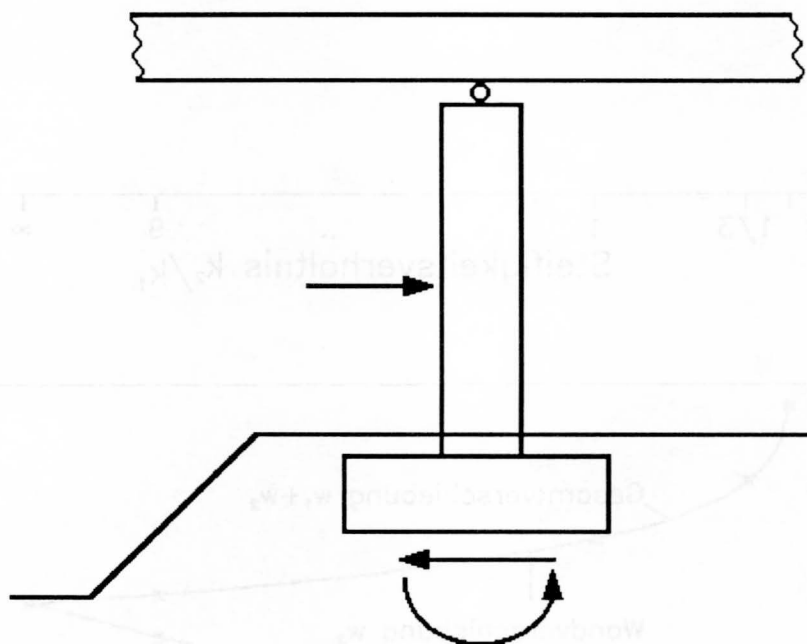


Bild 6 Brückenpfeiler bei Schiffsstoß

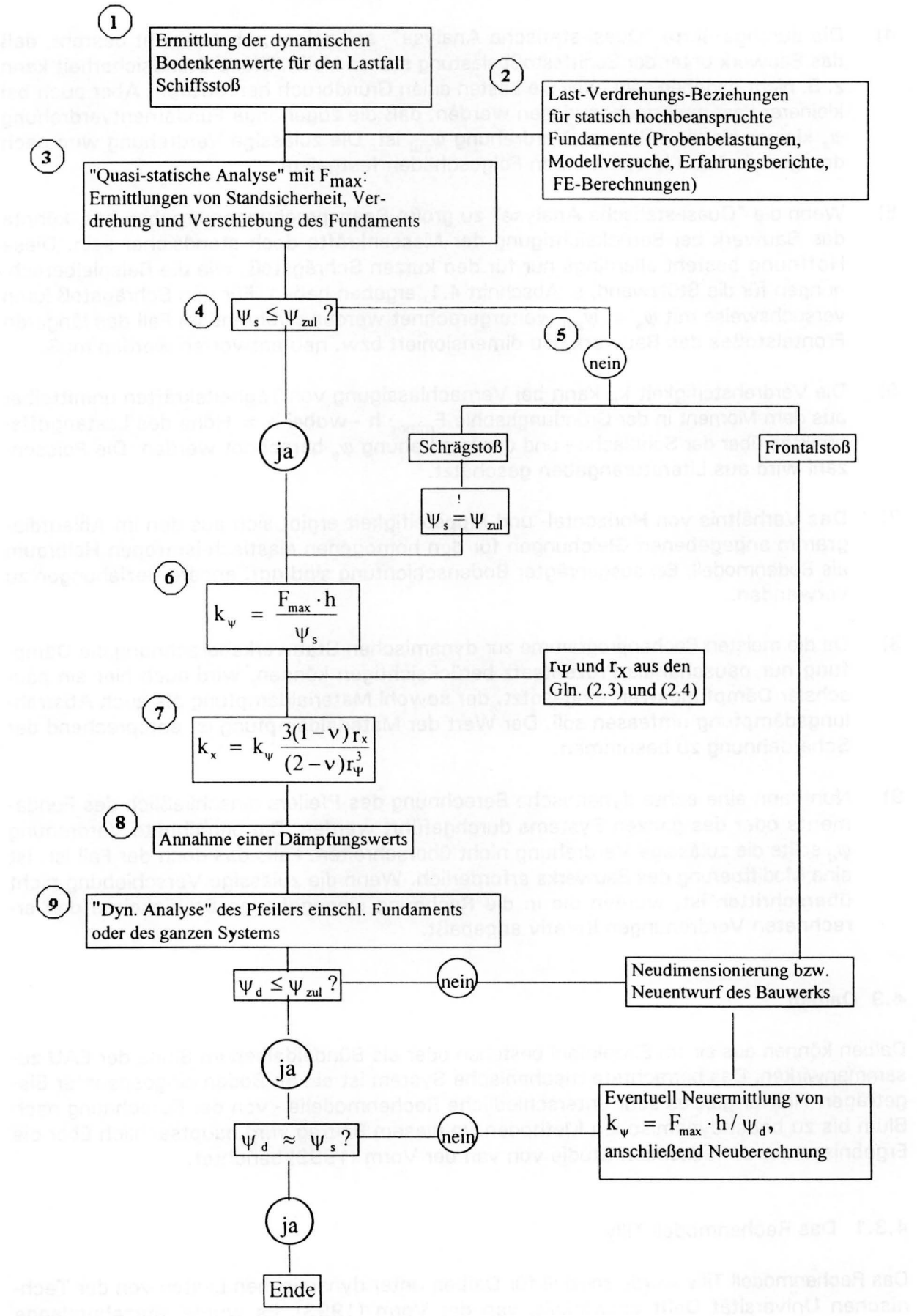
4.2.2 Ablauf der Berechnung

In dem Bericht, Holzlhöner et al. (1994), wurde das hier wiedergegebene Ablaufdiagramm entwickelt, zu dem einige Bemerkungen ergänzt werden:

- 1) Für die "Stoßphase" werden die Steifigkeiten für "hohe kurzzeitige Beanspruchung" nach Abschnitt 3.4 maßgebend sein, für das "Nachschwingen" eher die "elastischen Bodenkennwerte" nach Abschnitt 3.3.
- 2) Einschließlich Einfluß des Porenwasserdrucks und etwaiger Tägheitswirkungen. Die Schritte 1 und 2 müssen aufeinander abgestimmt werden. Zur Feststellung, ob im Boden drainierte oder undrainierte Zustände herrschen, ist wie bei statischen Problemen der Entwässerungsweg zu ermitteln und zusammen mit Durchlässigkeits- und Deformationskennwerten der Konsolidationsgrad zu berechnen. Zusätzlich kann noch Unterdruck an den Bauwerksflächen entstehen, die vom Boden wegbewegt werden, s. Holzlhöner et al. (1994).

Rechengang für den Bauwerkstyp

"Flachgegründeter Brückenpfeiler"



- 3) "Quasi-statische Analyse" heißt, die maximale Stoßkraft F_{\max} wird als statische Last angesetzt, wobei die Bodenkennwerte entsprechend der Schiffsstoßbeanspruchung, s. Schritte 1 und 2, in die Rechnung eingeführt werden.
- 4) Die durchgeführte "Quasi-statische Analyse" soll zeigen, ob Aussicht besteht, daß das Bauwerk unter der Schiffsstoßbelastung stehen bleibt. Diese Standsicherheit kann z. B. nicht gegeben sein, weil die Lasten einen Grundbruch hervorrufen. Aber auch bei kleinerer Last muß nachgewiesen werden, daß die zugehörige Fundamentverdrehung ψ_s kleiner als die zulässige Verdrehung ψ_{zul} ist. Die zulässige Verdrehung wird nach den gerade noch hinnehmbaren Folgeschäden festgelegt.
- 5) Wenn die "Quasi-statische Analyse" zu große Beanspruchungen ergeben hat, könnte das Bauwerk bei Berücksichtigung der Massenkräfte doch standsicher sein. Diese Hoffnung besteht allerdings nur für den kurzen Schrägstoß, wie die Beispielberechnungen für die Stützwand, s. Abschnitt 4.1, ergeben haben. Für den Schrägstoß kann versuchsweise mit $\psi_s = \psi_{zul}$ weitergerechnet werden, während im Fall des längeren Frontalstoßes das Bauwerk neu dimensioniert bzw. neu entworfen werden muß.
- 6) Die Verdrehsteifigkeit k_ψ kann bei Vernachlässigung von Tägheitskräften unmittelbar aus dem Moment in der Gründungssohle $F_{\max} \cdot h$ - wobei h = Höhe des Lastangriffspunktes über der Sohlfläche - und der Verdrehung ψ_s berechnet werden. Die Poissonzahl wird aus Literaturangaben geschätzt.
- 7) Das Verhältnis von Horizontal- und Kippsteifigkeit ergibt sich aus den im Ablaufdiagramm angegebenen Gleichungen für den homogenen elastisch-isotropen Halbraum als Bodenmodell. Bei ausgeprägter Bodenschichtung sind ggf. andere Beziehungen zu verwenden.
- 8) Da die meisten Rechenprogramme zur dynamischen Stabwerksberechnung die Dämpfung nur pauschal als Prozentsatz berücksichtigen können, wird auch hier ein pauschaler Dämpfungswert eingesetzt, der sowohl Materialdämpfung als auch Abstrahlungsdämpfung umfassen soll. Der Wert der Materialdämpfung ist entsprechend der Scherdehnung zu bestimmen.
- 9) Nun kann eine echte dynamische Berechnung des Pfeilers einschließlich des Fundaments oder des ganzen Systems durchgeführt werden. Die berechnete Verdrehung ψ_d sollte die zulässige Verdrehung nicht überschreiten. Falls das doch der Fall ist, ist eine Modifizierung des Bauwerks erforderlich. Wenn die zulässige Verschiebung nicht überschritten ist, werden die in die Rechnung eingegebenen Steifigkeiten den errechneten Verdrehungen iterativ angepaßt.

4.3 Dalben

Dalben können aus einem Einzelpfahl bestehen oder als Bündeldalben im Sinne der EAU zusammenwirken. Das betrachtete mechanische System ist ein im Boden eingespannter Biegeträger. Hierfür gibt es sehr unterschiedliche Rechenmodelle - von der Berechnung nach Blum bis zu bodendynamischen Methoden. In diesem Beitrag wird hauptsächlich über die Ergebnisse der umfassenden Studie von van der Vorm (1993) berichtet.

4.3.1 Das Rechenmodell Tilly

Das Rechenmodell Tilly wurde speziell für Dalben unter dynamischen Lasten von der Technischen Universität Delft entwickelt, van der Vorm (1993). Es wurde jahrzehntelange

praktische Erfahrung der Hafenbauabteilung Rotterdam bzgl. des Verhaltens der Dalben im Betrieb bis hin zu Schadensfällen berücksichtigt. Im Modell Tilly werden der eingespannte, elastische Pfahl und der Baugrund durch diskrete Elemente abgebildet, siehe Bild 7.

Der Biegepfahl wird in starre Abschnitte aufgelöst, die gelenkig und über eine Rotationsfeder miteinander verbunden sind. Die Rotationsfedern geben die Biegesteifigkeit wieder. Der Pfahl wird an den Gelenken von beiden Seiten vom Boden gestützt. Die Federn sind bis zur jeweiligen Grenzlaster linear. Mit drei Federn unterschiedlicher Federkonstante und Grenzlaster werden die nichtlinearen Last-Verschiebungs-Beziehungen des American Petroleum Institute (API) angenähert. Diese beziehen sich auf den Pfahlabschnitt, wobei - entsprechend der Winklerschen Hypothese - keine gegenseitige Beeinflussung der Bodenwiderstände angenommen wird. Zusätzlich können eine Dämpfung und eine Bodenmasse eingeführt werden. Die Bodenmasse wird meist als Pfahlvolumen mal Bodendichte angesetzt. Beim Schiffsstoß kann Pfahl- und Bodenmasse gegenüber der Schiffsmasse vernachlässigt werden.

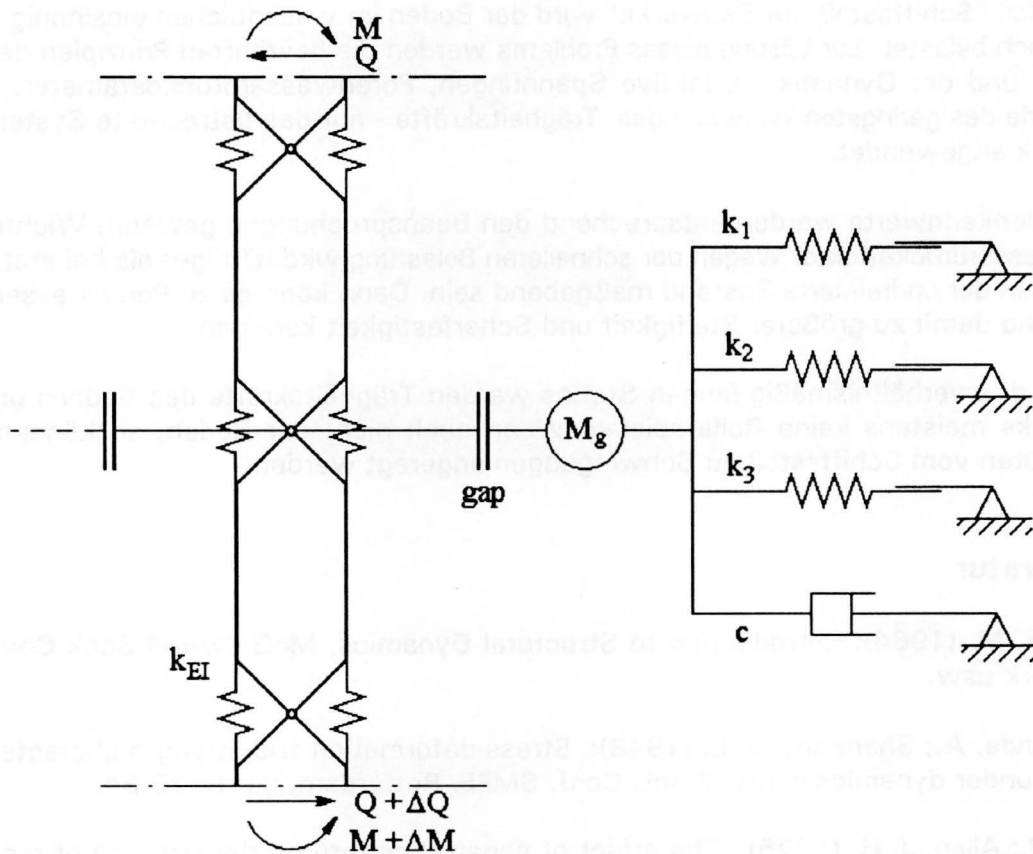


Bild 7 Modell "Tilly" für den im Boden eingespannten Dalben

Besonders wichtig sind die "gap"-Elemente. Sie verhindern, daß Zugkräfte vom Boden auf den Pfahl übertragen werden. Der im Boden eingespannte Biegepfahl erfährt auch bei einseitiger Laststeigerung unterschiedliche Biegelinien dergestalt, daß der einzelne Pfahlabschnitt abwechselnd hin- und herverschieben wird. Der Boden wird hierdurch auf beiden Seiten nacheinander und zu verschiedenen Zeiten be- und entlastet. Beide Seiten zusammen haben eine hysteretische Federcharakteristik, so daß das System auch ohne Ansatz eines speziellen Dämpfungselements eine Dämpfung besitzt.

4.3.2 Nachrechnung von Schadensfällen

In der holländischen Studie, van der Vorm (1993), wurde u. a. die Berechnung nach Blum und aufwendigere Modelle auf aktuelle Schadensfälle angewendet. Überraschenderweise ergab sich keine eindeutige Überlegenheit der aufwendigeren Modelle. Woran es bisher noch bei allen Methoden fehlt, ist die Berücksichtigung des Scherwiderstands infolge Dilatanz von wassergesättigtem Sand. Das ist wahrscheinlich der Grund, weshalb die Methode Blum, bei der starr-plastisch und mit sehr großer Spreizung des Erdwiderstandkörpers gerechnet wird, realistischere Widerstände ergibt als die Empfehlung der EAU (1992), wobei hierin bereits die kleineren, immerhin aus Versuchen stammenden Formbeiwerte der DIN 4085 erhöht wurden. Wenn man die Porenwasserdruckeffekte berücksichtigt, wird sich die Überlegenheit der aufwendigeren Modelle, wie z.B. des Tilly-Modells, zeigen.

5 Zusammenfassung

Im Lastfall "Schiffsstoß auf Bauwerke" wird der Boden im wesentlichen einsinnig oft bis zum Bruch belastet. Zur Lösung dieses Problems werden die bewährten Prinzipien der Geotechnik und der Dynamik - Effektive Spannungen, Porenwasserdruckparameter, Bruchgeometrie des geringsten Widerstandes, Trägheitskräfte - auf das betrachtete System oder Bauwerk angewendet.

Die Bodenkennwerte werden entsprechend den Beanspruchungen gewählt. Wichtig sind Porenwasserdruckeffekte. Wegen der schnelleren Belastung wird häufiger als bei statischen Problemen der undrainierte Zustand maßgebend sein. Dann kann es zu Porenwasserunterdruck und damit zu größerer Steifigkeit und Scherfestigkeit kommen.

Wegen des verhältnismäßig langen Stoßes werden Trägheitskräfte des Bodens und des Bauwerks meistens keine Rolle spielen. Wenn auch nicht der Boden, so können doch Überbauten vom Schiffsstoß zu Schwingungen angeregt werden.

6 Literatur

Biggs, J. M. (1964): Introduction to Structural Dynamics, McGraw-Hill Book Company, New York usw.

Casagrande, A.; Shannon, W. L. (1948): Stress-deformation and strength characteristics of soils under dynamics loads. 2. Int. Conf. SMFE. Rotterdam, IId. S. 29-34.

Dayal, U.; Allen, J. H. (1975): The effect of penetration rate on the strength of remolded clay and sand samples. Can. Geotech. Journ. S. 336-348.

DIN 40 85 (1987): Beiblätter 1 und 2. Berechnung des Erddrucks.

EAU (1990): Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" Häfen und Wasserstraßen. Berlin: Ernst & Sohn.

EAU (1992): Technischer Jahresbericht des Ausschusses für Ufereinfassungen, Bautechnik.

Empfehlungen AK 9 (1992): Empfehlungen des Arbeitskreises 9 "Baugrunddynamik" der DGEG, Juli 1992. Bautechnik 69, H. 9, S. 518-534.

Fecker, E., Reik, G. (1987): Baugeologie. Stuttgart: Enke Verlag.

Gudehus, G.; Leinenkugel, H.-J. (1978): Fließdruck und Fließbewegung in bindigen Böden, Vorträge der Baugrundtagung in Berlin. DGEG. Essen. S. 411-429.

Haupt, W. (1986a): Dynamische Bodeneigenschaften und ihre Ermittlung. In: Haupt, W. (Ed.) (1986): Bodendynamik. Braunschweig: Vieweg & Sohn.

Head, K. H. (1982): Manual of soil laboratory testing. Vol. 2 u. 3. London: Pentech Press.

Holzlöhner, U., Auersch, L., Rücker, W. (1994): Einfluß des Bodens beim Schiffsstoß auf Bauwerke, Bericht der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin, im Auftrag der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe.

Isenberg, J. (1972): Nuclear Geoplosics. Agabian Associates, El Segundo, Calif. im Auftrag der Defense Nuclear Agency, Wash. D.C.

Leinenkugel, H.J. (1976): Deformations- und Festigkeitsverhalten bindiger Erdstoffe. Experimentelle Ergebnisse und ihre physikalische Deutung. Veröffentlichung des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 66.

Skempton, A. W. (1954): The pore-pressure-coefficient A & B. Géotechnique 4, S. 143-147.

Vogt, N. (1984): Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand. Mitteilung 22. Baugrundinstitut der Universität Stuttgart.

van der Vorm, P. (1993): Vergelijking van Berekeningsmethoden voor Dukdalven, Diplomarbeit, TU Delft.

von Soos, P. (1980): Eigenschaften von Boden und Fels; ihre Ermittlung im Labor. In: Grundbau-Taschenbuch. 3. Aufl., Teil 1, Berlin: Ernst & Sohn. S. 59-116.

Whitman, R. V.; Healy, K. A. (1962): Shear strength of sand during rapid loadings. Journ. SMFD Prof. ASCE. S. 99-132.